

Олег Рочняк
Брестский политехнический
институт

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ "РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО РАСЧЕТУ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ
ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ
АРМАТУРЫ С БЕТОНОМ" (проект)

Железобетонные конструкции с арматурой, не связанной с бетоном, обладают рядом технико-экономических достоинств. Накоплен некоторый опыт практического применения таких конструкций в современном мостостроении, оболочках защиты ядерных реакторов, емкостных сооружениях, башнях и др.

Пункт 1.30 норм /1/ рекомендует для предварительно напряженных конструкций, в которых предусматривается регулирование напряжений обжатия бетона в процессе их эксплуатации, применение напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном; к ним предъявляются требования первой категории трещиностойкости. Однако, нормы /1/ не содержат каких-либо указаний по расчету, учитывающих особенности работы конструкции при отсутствии сцепления арматуры с бетоном. В литературе встречаются отдельные предложения по учету этого фактора; так "Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям. Международная система объединенных технических норм по строительным конструкциям" рекомендует снижать на 30% прочность нормальных сечений, в которых арматура с бетоном не связана.

Проект "Рекомендаций..." составлен* на основе результатов экспериментально-теоретических исследований в развитие действующих норм.

Работа состоит из трех разделов: "Общие положения"; "Расчет по первому и второму предельным состояниям"; "Примеры расчета".

*"Рекомендации по расчету железобетонных предварительно напряженных изгибаемых элементов без сцепления продольной арматуры с бетоном" (проект) разработаны Брестским политехническим институтом, Ленинградским государственным техническим университетом, Научно-исследовательским институтом бетона и железобетона.

В первом разделе рассмотрены основные особенности работы, трещинообразования и разрушения предварительно напряженных балок без сцепления продольной арматуры с бетоном; напряженно-деформированное состояние зоны максимальных изгибающих моментов и пропорной зоны.

После образования нормальных трещин балка превращается в систему блоков, разрушение которой происходит либо вследствие раздавливания сжатого бетона в месте контакта блоков, либо от потери устойчивости отслоившейся сжатой зоны (з балке таврового профиля - сжатой полки). Подчеркивается, что по контакту блоков эпюра нормальных напряжений имеет слабо криволинейный S -образный характер. Применение линейного закона контактных напряжений вполне приемлемо для практических расчетов; в этом случае равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона приложена на расстоянии $X/3$ от сжатой грани элемента. Представлены графики изменения растягивающих (σ_x) и сжимающих (σ_y) напряжений в блоках прямоугольного и таврового поперечных сечений в зависимости от зоны контакта.

По графикам условий образования и развития продольных трещин отмечается, что в балках таврового поперечного сечения интенсивность растягивающих напряжений σ_y , действующих по горизонтальным площадкам при значениях $X/h \leq 0,6$, что имеет место в элементах в эксплуатационной стадии, значительно превышает величины σ_y , возникающие в элементах прямоугольного сечения. Из графика изменения величины растягивающих напряжений σ_y в зависимости от отношения толщины полки (h_f) к высоте сечения следует, что σ_y достигает своего максимального значения при $h_f/h = 0,2 \div 0,3$ и уменьшается с увеличением или уменьшением h_f/h . При высоких уровнях предварительного обжатия несущая способность по моменту увеличивается, что связано с более поздним образованием продольных трещин. Расстояние между поперечными трещинами в этом случае составляет $l_{ср} \approx h$; при значительном усилии в арматуре N_s высота зоны контакта между блоками также возрастает (до $X = 0,5h$), что аналогично увеличению процента армирования, величина растягивающих напряжений σ_y при этом уменьшается.

Приведены разрешающие уравнения для определения контактных напряжений в прямоугольных регулярных внецентренно сжатых

блоках (без учета работы бетона на растяжение в вершине трещины); граничные условия; графики изменения U_{oi} - безразмерной функции (перемещение) от S/h на уровне центра тяжести арматуры для блоков различных соотношений размеров.

Изложен общий подход к оценке напряженно-деформированного состояния. Величина усилий в арматуре и бетоне определяется, решая уравнения равновесия и совместности перемещений арматуры и бетона. Для однопролетной статически определимой балки уравнение совместности представлено в виде

$$\left(\frac{N_p}{A_{sp} E_s} - \frac{\sigma_{po}}{E_s} \right) \ell = \int_0^{\ell} \frac{\sigma_s(h-h_0; X)}{E_b} dx + \sum_{i=1}^n \left[U_{oi} + d_i (h_0 - X_{i0}) \right] 2$$

$$N_p = \frac{M}{Z}; Z = h_0 - \frac{\bar{x}}{\eta}; d_i = \frac{\bar{u}(h) - \bar{u}(h - \bar{x})}{\bar{x}};$$

где N_p - усилие в предварительно напряженной арматуре; A_{sp} - площадь ее сечения; σ_{po} - напряжение при погашении обжатия с учетом потерь; ℓ - длина элемента; $\bar{\ell}$ - суммарная длина приопорных блоков за вычетом $2h$; $n = \frac{\ell - \bar{\ell}}{2h} + 1$ - число трещин, $\eta = 1, 0 \div 2$; $\eta h \approx \log e$.

Левая часть уравнения представляет удлинение арматуры после погашения обжатия, первое слагаемое справа дает удлинение (укорочение) приопорных блоков на уровне арматуры; последнее слагаемое - удлинение, вызванное взаимным поворотом соседних блоков. Решение выполняется итерационным способом с уточнением X и N_p на каждом шаге, U_{oi} и d_i определяются в зависимости от X , N_p , E_b , ℓ_{acc}/h ; безразмерные величины U_{oi} и d_i табулированы для прямоугольного и таврового поперечных сечений. По значениям U_{oi} и d_i определяется раскрытие трещин, а также прогибы. Последние представляют собой сумму перемещений от взаимных углов поворота блоков и изгиба приопорных участков.

Основные особенности работы приопорной зоны следующие. В элементах прямоугольного поперечного сечения при $a/h_0 \leq 1,5$ имеет место раскалывание приопорного блока; аналогичный характер разрушения балок таврового сечения при $a/h_0 \gg 2$. В балках таврового профиля при $a/h_0 < 1,5$ формируется наклонная полоса (сжатый подкос), в которой сосредотачивается основной поток главных сжимающих напряжений.

Во втором разделе изложен расчет по первому и второму

пределным состояниям.

При расчете го образованию трещин, нормальных к продольной оси, элемент рассматривается как линейно деформируемый сплошной стержень из бетона, усиленный предварительно напряженной арматурой. Последовательность расчета проиллюстрирована на примере однопролетной шарнирно опертой балки при действии двух грузов в пролете.

Если величина растягивающих напряжений в бетоне от действия внешней нагрузки с учетом обжатия не превосходит прочности бетона на растяжение с учетом упруго-пластической работы, трещины не образуются.

Для практических целей усилия образования нормальных трещин можно определять без учета местного повышения напряжений в зоне передачи усилий с арматуры на бетон.

Расчетная оценка напряженно-деформированного состояния балки после образования нормальных трещин, формирования блочной системы, осуществляется методом последовательных приближений. Последовательность решения рассмотрена на примере балки, нагруженной двумя симметрично приложенными силами, при наличии одной трещины.

Продольные трещины в вершине нормальных трещин и новые нормальные трещины в прямоугольном блоке не образуются, если соответственно выполняются условия $\sigma_y \leq \gamma_{FE} R_{bt}$, $\sigma_{bt} \leq \gamma_{FE} R_{bt}$, где σ_y - напряжения, действующие по горизонтальным площадкам у вершины нормальной трещины; σ_{bt} - растягивающие напряжения в краевом волокне в сечении по середине блока; γ_{FE} - коэффициент, учитывающий влияние псевдопластичности растянутого бетона ($\gamma_{FE} = 1,8$). В случае же образования продольных трещин несущая способность балки определяется сопротивлением отслоившейся сжатой зоны. Ее расчетная схема - внецентренно сжатый бетонный элемент, нагруженный усилием N/g , которое приложено на расстоянии $X/3$ от грани балки. Разрушение происходит от раздавливания бетона. Исчерпание несущей способности возможно от потери устойчивости сжатой зоны, выделенной продольной трещиной; приведена формула А.С.Залесова для определения критической силы.

В балках, не удовлетворяющих условию отсутствия поперечных трещин (раскрытия швов), во избежание развития продольных трещин откола сжатой зоны, рекомендуется предусматривать по-

перечную арматуру. Она должна размещаться в зоне действия наибольших изгибающих моментов; площадь ее (A_{sw}) должна быть не менее $1,3 R_{bt} b / R_{sw}$; шаг $s \leq h / 6$, длина поперечной арматуры $\sim h / 2$.

При выполнении расчета ширины раскрытия трещин также рассматривается блочная система.

Величина прогиба в эксплуатационной стадии, в случае образования поперечных трещин, представлена как сумма основного (f_{fund}) и дополнительного (f_{fl}) прогибов. Основной прогиб возникает при переходе от "нулевого" состояния к фактическому нагруженному состоянию; дополнительный прогиб - сумма упругого выгиба при обжатии элемента и прогиба, вызванного взаимным углом поворота опорного сечения. Величина основного прогиба подсчитывается с учетом раскрытия трещин и зависит от их количества (соответственно блоков). На стадии, предшествующей образованию трещин, значение f_{fund} можно определить, как в балке с затяжкой.

В "Рекомендациях..." изложен способ, предложенный П.И.Васильевым и А.А.Вайсфельдом, для расчета прочности нормальных сечений на действие изгибающего момента.

При расчете прочности наклонных сечений на действие поперечных сил установлено несколько схем.

Расчет прочности балок прямоугольного поперечного сечения при $a/h_0 \leq 1 + 1,3$ и балок таврового профиля при $a/h_0 \geq 2$ рекомендуется выполнять следующим образом. Определяется величина момента образования нормальных трещин $M_{cr}(ног)$ из условия $\sigma_{bt} = \gamma_{pe} R_{bt}, ser$ и соответствующая поперечная сила $Q_{cr}(ног)$. Если при усилиях $M_{cr}(ног)$, $Q_{cr}(ног)$, N_s на уровне центра тяжести сечения $\sigma_{mt} > R_{bt}, ser$, то критическая наклонная трещина образуется ранее нормальных (расчет и конструирование выполняется по общим правилам, как для балок, имеющих сцепление).

При первоочередном появлении нормальных трещин $\sigma_{mt} \leq R_{bt}, ser$ главные растягивающие напряжения подсчитывают по формуле

$\sigma_{mt} = k Q (1 + \varphi_f) / \nu h_0$, где k - определяется по графикам, φ_f - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок определяется по /1/. Постановка поперечной арматуры целесообразна в направлении, перпендикулярном диагонали приопорного блока, площадь ее поперечного сечения подсчитывают в соответствии с

величиной σ_{mt} .

Расчетная схема приопорной зоны балок табуретного поперечного сечения при $a/h_0 \leq 1,5$ - бетонная сжатая полоса. Несущая способность определяется из условия $Q \leq W R_b v_w l_{cal} \sin \alpha (1 + \psi_2)$, где α - угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали; v_w - ширина ребра сечения, l_{cal} - расчетная ширина полосы, принимаемая равной высоте сжатой зоны в нормальном сечении под грузом. Армирование "сжатой полосы" при фиксированном положении сосредоточенных сил рекомендуется выполнять хомутами, направленными перпендикулярно линии "опора - груз". Сечение хомутов A_{sw} должно удовлетворять условию $A_{sw} = 0,35 Q b \cdot (1 + \psi_2) / h R_{sw}$, где S - шаг хомутов. При этом необходимо предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие прочность опорного нормального сечения; это достигается постановкой у верхней грани надопорной продольной стержневой арматуры.

В третьем разделе приведены примеры расчета, причем они выполнены для балок, испытанных до разрушения; это дает возможность сравнить теоретические и опытные результаты.

В заключение следует отметить, что содержание "Рекомендаций ..." позволяет понять физическую сущность расчетных зависимостей и применять рассмотренные методы к иным, не описанным случаям.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 79 с.